رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با مهار زانویی★

امین محب‌خواه(۱) علیرضا بازوند(۲)

چکیده *قاب‌های خمشی فولادی هرچند شکل‌پذیری خوبی دارند ولی از لحاظ سختی و کنترل جابه‌جایی‌ها دارای محدودیت هستند. اخیرا سیستمی تحت عنوان قاب خمشی با مهارزانویی معرفی شده است که با اضافه کردن عضوهای زانویی به قاب خمشی معمولی در محاذات اتصالات خمشی به‌عنوان فیوز سازه‌ای، رفتار لرزه‌ای قاب خمشی اولیه بهبود می‌یابد. در تحقیق حاضر، رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی معمولی با مهار زانویی برای سه قاب دوبعدی ۳، ٦ و ۱۰ طبقه با تعداد دهانه‌های مختلف، بااستفاده از تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی و تحلیل استاتیکی غیرخطی بررسی شده است. نتایج به‌دست‌آمده نشان می‌دهد که مقادیر ضریب اضافه‌مقاومت و به‌تبع آن ضریب رفتار این قبیل قاب‌ها به‌میزان قابل‌توجهی بیش از مقادیر مربوطه در قاب خمشی است. همچنین، ملاحظه گردید که نیاز نیروی محوری ستون‌های قاب‌های زانویی مورد بررسی –جز در طبقات آخر– کمتر از میزان پیشنهادی آیین‌نامه برای قاب‌های خمشی است.*

واژه‌های کلیدی قاب خمشی فولادی، مهار زانویی، تحلیل تاریخچه‌زمانی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، پارامترهای لرزه‌ای.

Seismic Behavior of Knee-Braced Steel Moment Frames

A. Mohebkhah A.R. Bazvand

Abstract *Moment-resisting steel frames (MRSFs) have high ductility, however, suffer from low lateral stiffness and large lateral drifts. Recently, a new LFRS called knee-braced moment frame (KBMF) has been introduced in the literature in which the seismic behavior of an ordinary moment frame is improved using some knee elements as structural ductile fuses in the vicinity of beam-to-column moment connections. In this research, seismic behavior of some 3, 6 and 10 stories KBMFs with different span numbers are studied using nonlinear static and dynamic time-history analyses. The results show that the overstrength factor as well as behavior factor of KBMFs are considerably larger than the corresponding factors for MRSFs. Furthermore, it was observed that the column axial demands in KBMFs –except for the top stories- are smaller than those proposed in the Seismic Provisions for MRSFs.*

Key Words Steel Frame, Knee Bracing, Time-history dynamic analysis, Nonlinear Static Analysis, Seismic Parameters.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹٤/۳/۲۸ و تاریخ پذیرش آن ۹٦/۱۲/۱۹ می‌باشد.

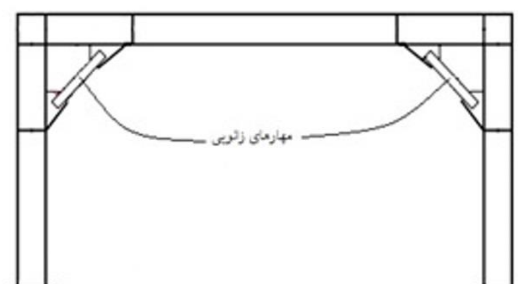
(۱) نویسندهٔ مسئول: دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ملایر، ملایر. Email: amoheb@malayeru.ac.ir

(۲) دانش‌آموختهٔ کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ملایر، ملایر.

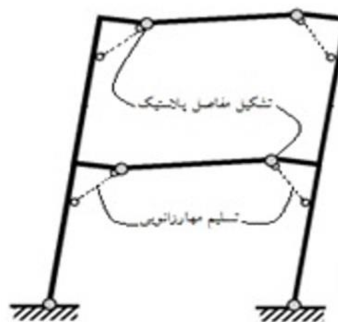
مقدمه

ازجمله سیستم‌های سازه‌ای مقاوم دربرابر زلزله می‌توان به قاب‌های خمشی فولادی و قاب‌های مهاربندی همگرا اشاره کرد که به‌طور گسترده مورد استفاده قرار می‌گیرند. قاب‌های خمشی به‌دلیل سختی کم، هنگامی که تحت اثر ارتعاشات شدید قرار می‌گیرند، تغییرشکل‌های نسبتا زیادی را تجربه می‌کنند و این امر ممکن است باعث بروز مشکلاتی درارابطه‌با کنترل تغییرشکل‌های جانبی گردد. قاب‌های مهاربندی عمدتا با عملکرد محوری (خرپایی) در اعضای خود، نیروهای جانبی وارده را منتقل و مستهلک می‌کنند و به‌همین دلیل دارای سختی خوبی هستند؛ لیکن رفتار چرخه‌ای مناسبی ندارند و استهلاک انرژی آنها وابسته به رفتار پس‌کمانشی عضوهای قطری است [1-2]. از این‌رو، محققان همواره به‌دنبال روش‌هایی بوده‌اند که رفتار این سیستم‌ها را بهبود بخشند و نواقص آنها را برطرف کنند. در اواسط دههٔ ۸۰ میلادی سیستمی تحت عنوان قاب مهاربندی همگرا با مهار زانویی توسط آریستیزابل [3] معرفی شد که تاکنون تحقیقات گسترده‌ای برروی این سیستم انجام شده است. در این سیستم از یک عضو زانویی به‌عنوان فیوز سازه‌ای استفاده می‌شود تا در هنگام اعمال بارهای رفت و برگشتی، تسلیم‌شده و عمدهٔ تغییرشکل‌های غیرالاستیک سیستم به آن محدود شود ولی مهاربند اصلی الاستیک باقی بماند. استفاده از این تکنیک، شکل‌پذیری و قابلیت جذب و استهلاک انرژی سیستم قاب همگرا را ارتقا می‌بخشد [3-5].

یکی دیگر از سیستم‌هایی که اخیرا مورد توجه قرار گرفته، سیستمی است که توسط لاتاویوات و همکاران [6] تحت عنوان قاب خمشی با مهار زانویی (KBMF: Knee Braced Moment Frame) مطابق شکل ۱ معرفی شده است که در آن با اضافه کردن عضوهای زانویی به قاب خمشی معمولی در محاذات اتصالات خمشی (به‌عنوان فیوزهای سازه‌ای)، رفتار لرزه‌ای قاب خمشی اولیه بهبود می‌یابد و یک سیستم ترکیبی جدید حاصل می‌شود. این سیستم به‌طور توأمان مشخصات کلیدی قاب‌های خمشی (شکل‌پذیری) و قاب‌های مهاربندی همگرا (سختی) را دارا است. اولین گام در طراحی یک KBMF، طراحی قاب خمشی پایهٔ آن است که می‌تواند براساس هر آیین‌نامهٔ معتبری انجام شود. بعد از مشخص شدن مقاطع تیرها و ستون‌ها، ابعاد مهارهای زانویی بااستفاده از روش طراحی برمبنای ظرفیت طوری تعیین می‌شود که سیستم مطابق شکل (۲) به مکانیزم خرابی ازپیش تعریف‌شدهٔ خود یعنی تسلیم‌شدگی و کمانش عضوهای زانویی و تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در تیرها و پای ستون‌ها، برسد. به سخن دیگر، در این سیستم انتظار می‌رود تا بخشی از تغییرشکل‌های غیرالاستیک به عضو زانویی و بخشی دیگر به تیر میانی طبقه محدود گردد لیکن سایر اعضا (شامل اتصالات خمشی تیر به ستون و ستون‌ها) الاستیک باقی بمانند. از آنجا که سختی الاستیک قاب‌های خمشی کم است، استفاده از مهارزانویی مذکور، سختی سیستم را بهبود می‌بخشد و حتی در مواردی باعث افزایش شکل‌پذیری سیستم قاب خمشی اولیه می‌شود [۷و۶]. مزیت اصلی این نوع سیستم سازه‌ای به نوع اتصالات خمشی تیر به ستون آن مربوط می‌شود؛ به‌طوری‌که بدون نیاز به بررسی ضوابط کنترل کیفیت پرهزینه اتصالات خاص که در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه الزامی است، جزئیات اتصال تیر به ستون نسبتا ساده‌ای را (به‌دلیل باقی ماندن در ناحیهٔ رفتاری الاستیک) می‌توان در طراحی آنها به‌کار برد. جزئیات و روابط طراحی این سیستم به‌طور کامل در مرجع [6] ارائه شده است.



شکل ۱ شمای کلی قاب خمشی با مهار زانویی



شکل۲ مکانیزم تسلیم موردانتظار در قاب خمشی با مهار زانویی [6]

درخصوص بررسی رفتار سازه‌ای قاب خمشی با مهارزانویی و روش طراحی آنها و همچنین امکان استفاده از ورق‌های مستهلک‌کنندهٔ انرژی و شناسایی مکانیزم تسلیم آنها، مطالعات معدودی در قالب کارهای تحلیلی، آزمایشگاهی و عددی [6-8] انجام شده است. لیکن به‌نظر می‌رسد برای مطرح شدن این سیستم به‌عنوان یک سیستم لرزه‌بر استاندارد و نظام‌مند که قابلیت اطمینان کافی از لحاظ روش طراحی و نحوهٔ اجرا و کاربرد در طرح‌های مهندسی را داشته باشد، به مطالعات بیشتری نیاز است. ازجمله مواردی که بایستی بیشتر مورد توجه قرار گیرد، ارزیابی پارامترهای طرح لرزه‌ای این سیستم سازه‌ای شامل: ضریب رفتار نهایی(R_u)، اضافه‌مقاومت کلی(Ω_o)، اضافه‌مقاومت ستون‌ها و ضریب شکل‌پذیری (μ) است. اخیرا رفتار غیرخطی یک سیستم باربر جانبی جدید که از لحاظ هندسی مشابه قاب خمشی با مهار زانویی است ولی دارای اتصالات مفصلی تیر به ستون است توسط اصغری و گندمی [8] بااستفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته است. در این تحقیق با تحلیل سه قاب ۳، ۵ و ۸ طبقه نشان داده شده است که مکانیزم خرابی سیستم جدید مذکور بسیار شبیه مکانیزم قاب خمشی است و ضریب کاهش نیروی نظیر شکل پذیری در اغلب موارد بیشتر از این ضریب در قاب‌های خمشی است.

باتوجه به لزوم شناخت این سیستم پیشنهادی، در این تحقیق بااستفاده از مدل‌سازی بزرگ مقیاس قاب‌های خمشی با مهار زانویی و به‌کارگیری روش‌های تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی و استاتیکی غیرخطی، سعی می‌گردد رفتار لرزه‌ای و پارامترهای طرح لرزه‌ای این نوع سیستم مورد بررسی و ارزیابی قرار گیرد.

طراحی قاب‌های مورد مطالعه

در پژوهش حاضر برای تحقق اهداف مذکور در بخش قبل، ابتدا قاب‌های خمشی پایه طراحی می‌شوند، سپس به‌کمک روش طراحی قاب‌های خمشی با مهار زانویی(KBMF) ارائه‌شده در مرجع [6] و باتوجه به مقاطع به‌دست‌آمده برای تیرها، سطح مقطع مورد نیاز برای عضوهای زانویی محاسبه می‌گردد. همچنین، بااستفاده از روش طراحی برمبنای ظرفیت، مقطع ستون‌ها برای نیروی محوری اضافهٔ ناشی از تسلیم مهارهای زانویی به‌نحوی بازطراحی می‌شوند تا پس از تشکیل مکانیزم موردنظر، الاستیک باقی بمانند. در شکل ۳ جزئیات هندسی قاب با مهار زانویی و نیروهای به‌وجودآمده در محل مفاصل پلاستیک و عضوهای زانویی نشان داده شده است. باتوجه به این شکل و با فرض الاستیک باقی ماندن اتصال تیر به ستون، حداکثر لنگر ایجادشده در اتصال برابر است با [6]:

$$M_C = M_{max} + V_{max} L_k - \alpha P_{cr} L_k \mathrm{Sin}(\theta) \qquad (۱)$$

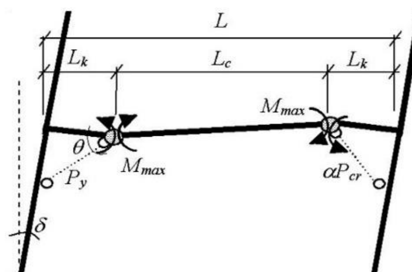
در رابطهٔ ۱، M_{max} و V_{max} به‌ترتیب حداکثر لنگر و برش مورد انتظار در مفصل پلاستیک هستند و α ضریب کاهش مقاومت پس‌کمانشی و Pcr مقاومت کمانشی مهار زانویی است. رابطهٔ ۱ نشان‌دهندهٔ این است که حداکثر لنگر در اتصال تیر به ستون زمانی رخ می‌دهد که مفصل پلاستیک در تیر تشکیل می‌شود و مهار زانویی به حداکثر مقاومت پس‌کمانشی خود برسد. حداکثر لنگر مورد انتظار در تیر مطابق با رابطهٔ زیر به‌دست می‌آید:

$$M_{max} = \xi M_P \qquad (۲)$$

که در این رابطه، M_P لنگر پلاستیک تیر براساس تنش تسلیم مورد انتظار و ξ ضریب عددی (اضافه‌مقاومت) بزرگ‌تر از یک است.

حداکثر نیروی برشی باتوجه به لنگر حداکثر در تیر از رابطهٔ زیر قابل محاسبه است:

$$V_{max} = \frac{2M_{max}}{L_c} = \frac{2\xi M_p}{L_c} \qquad (۳)$$



شکل ۳ جزئیات نیروهای ایجادشده در مفاصل پلاستیک قاب خمشی با مهار زانویی [٦]

باتوجه به روابط فوق و این شرط که اتصال تیر به ستون باید الاستیک باقی بماند، مطابق با رابطهٔ ٤ حداکثر لنگر اتصال باید کمتر از کسری از لنگر پلاستیک تیر باشد:

$$M_C \le \gamma M_P \qquad (٤)$$

در این رابطه، γ ضریب عددی کمتر از یک است.

بااستفاده از ترکیب روابط ۱ تا ۳، معادله ٤ را می‌توان به‌صورت رابطهٔ بدون بعد زیر نوشت:

$$\frac{\alpha P_{cr}}{\frac{M_P}{L}} \ge \frac{(\xi-\gamma)}{\left(\frac{L_K}{L}\right)\sin(\theta)} + \frac{2\xi}{\left(1-\frac{2L_K}{L}\right)\sin(\theta)} \qquad (٥)$$

رابطهٔ ٥ مقاومت مورد نیاز مهار زانویی را براساس مقطع تیر و هندسهٔ قرارگیری مهار زانویی در قاب، تعیین می‌کند. پس از طراحی مقاطع مهارهای زانویی به‌منظور کنترل ستون‌ها برای نیروهای اضافی ناشی از آنها، می‌توان بااستفاده از تحلیل پوش‌اور سازه را با ستون‌های الاستیک تا سطح جابه‌جایی مورد نظر پوش داد و ستون‌ها را برای نیروی داخلی ناشی از تحلیل پوش‌اور کنترل نمود. این روند تا رسیدن به همگرایی مورد نظر و مقطع بهینه تکرار می‌شود. در طراحی این سیستم، نسبت بهینه برای L_k / L بین ۰/۱۵ تا ۰/۲ پیشنهاد شده است [6].

برای انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی به شتاب‌نگاشت‌هایی منطبق با ساختگاه نیاز هست؛ ازاین‌رو هفت رکورد مطابق با روش ارائه‌شده در آیین‌نامهٔ ASCE-7 [9] مقیاس می‌شوند و مورد استفاده قرار می‌گیرند. پس از نهایی شدن طراحی مدل‌ها، بااستفاده از آنالیز دینامیکی تاریخچه‌زمانی، قاب‌های دوبعدی ۳ و ٦ و ۱۰ طبقه با تعداد دهانه‌های مختلف، برای ارزیابی اضافه‌مقاومت‌های کلی و اضافه‌مقاومت ستون‌های بحرانی، تحلیل می‌شوند. درادامه بااستفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی، قاب‌های خمشی پایه با قاب‌های زانویی مهارشده از لحاظ مقاومت و سختی و پارامترهای لرزه‌ای آنها ازجمله ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار، با هم مقایسه می‌گردند.

تعداد ٦ قاب با تعداد طبقات ۳، ٦ و ۱۰ و دهانه‌های مختلف که در هر جهت دارای طول دهانه‌ای برابر با ٤ متر و ارتفاع طبقات ۳ متر می‌باشند مورد بررسی قرار می‌گیرند. برای نام‌گذاری نمونه‌های قاب با مهار زانویی از نشانهٔ Km-n که در آن، حروف m و n به‌ترتیب نمایندهٔ تعداد طبقات و دهانه‌ها هستند استفاده می‌شود. برای نام‌گذاری نمونه‌های قاب خمشی پایه هم از نشانهٔ Mm-n استفاده شده است. طراحی تمام قاب‌های خمشی پایهٔ مورد بررسی با نرم‌افزار تجاری ETABS نسخهٔ ٩,٧,٤ [10] انجام شده است. مصالح به‌کار رفته از نوع فولاد ST37 با تنش تسلیم ۲٤۰۰ kg/cm^2 بوده است و مقاطع به‌کاررفته در طراحی شامل: مقاطع IPE برای تیرها، IPB برای ستون‌ها و مقاطع قوطی شکل برای برای المان‌های زانویی می‌باشند. محل ساختگاه سازه، شهر لس‌آنجلس کالیفرنیا درنظر گرفته شده است. به‌همین منظور از آیین‌نامهٔ ASCE7-10 [10] برای بارگذاری و از آیین‌نامه‌های AISC341-10 [11] و AISC360-10 [12] برای طراحی سازه‌ها استفاده شده است. پارامترهای طیفی به‌صورت S_{DS}=1.11 و S_{D1}=0.61 تعریف شده‌اند که به‌ترتیب شتاب طیفی طرح در پریودهای ۰/۲ و ۱/۰ ثانیه برای شهر لس‌آنجلس می‌باشند. بار مردهٔ طبقات برابر ٦۰۰kg/m^2 و بار زندهٔ آنها برابر با ۲۰۰kg/m^2 و برای طبقهٔ بام بار مردهٔ ٥٧۰kg/m^2 و بار زندهٔ ۱٧٥kg/m2 درنظر گرفته شده است. به‌منظور طراحی تمامی قاب‌های خمشی پایه از قاب خمشی فولادی معمولی با ضریب رفتار نهایی ۳/٥ واقع در دستهٔ لرزه‌ای C استفاده شده است. نوع زمین باتوجه به جدول(۱و۳). ۲۰ از آیین‌نامهٔ ASCE-7، خاک

C انتخاب شده است. برای مشاهده جزئیات طراحی قاب‌های مورد بررسی، به مرجع [13] مراجعه شود.

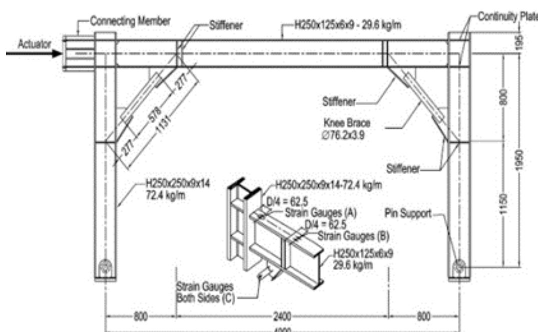
اعتبارسنجی نرم‌افزار مورد استفاده

ازآنجاکه برای تحلیل غیرخطی قاب‌های مورد مطالعه و استخراج پارامترهای لرزه‌ای آنها از نرم‌افزار SeismoStruct [14] استفاده خواهد شد، لذا لازم است دقت تحلیل غیرخطی این نرم‌افزار محک زده شود. برای این منظور، در این قسمت یکی از قاب‌های خمشی با مهار زانویی آزمایش‌شده در مرجع [6] بااستفاده از این نرم‌افزار، مدل‌سازی و تحلیل می‌گردد. نمای شماتیک این قاب یک‌دهانه- یک‌طبقه که تحت یک الگوی اعمال تغییرمکان جانبی چرخه‌ای در تراز بام آزمایش شده در شکل ٤ نمایش داده شده است. به‌کمک نرم‌افزار فوق‌الذکر، مدل سازه‌ای این نمونه بااستفاده از مصالح و مقاطع یکسان به‌کاررفته در آزمایش ساخته شد و تحت تحلیل استاتیکی چرخه‌ای غیرخطی قرار گرفت. برای مصالح ستون‌ها و تیرها از مدل فولاد غیرخطی منگوتو-پینتو (stl-mp) و برای توصیف رفتار غیرخطی و خمیری شدن تیرها و ستون‌ها از روش پلاستیسیتهٔ گسترده با تعداد ۲۰۰ المان فیبری استفاده گردید؛ اما برای مدل‌سازی رفتار کمانشی عضو مهار زانویی از دو المان تیری با یک خیز اولیهٔ کم به‌عنوان نقص اولیه در وسط طول آن استفاده شده است. جزئیات مدل‌سازی و فرضیات به‌کاررفته برای مدل‌سازی ماکروی قاب‌های خمشی با مهار زانویی در بخش بعد تشریح خواهد شد.

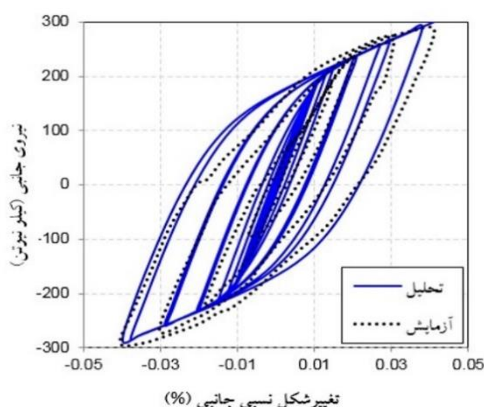
منحنی‌های هیسترزیس حاصل از تحلیل و آزمایش نمونهٔ مورد بررسی در شکل (۵) با یکدیگر مقایسه شده‌اند. همان‌گونه که دیده می‌شود، منحنی‌های به‌دست‌آمده تطبیق خوبی با یکدیگر دارند و لذا دقت نرم‌افزار مورد استفاده تصدیق می‌گردد.

مدل‌سازی و تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌ها

در این بخش به‌منظور بررسی رفتار غیرخطی سازه‌های مورد مطالعه در حین وقوع زلزله و استخراج پارامترهای لرزه‌ای موردنظر، به نحوهٔ انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی آنها بااستفاده از نرم‌افزار SeismoStruct [14] و تشریح عوامل مؤثر در تحلیل پرداخته می‌شود.



شکل ٤ نمای شماتیک نمونهٔ آزمایشگاهی قاب خمشی با مهار زانویی [6]

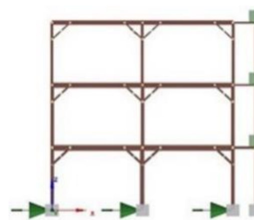


شکل ۵ مقایسهٔ منحنی هیسترزیس نمونهٔ آزمایشگاهی و مدل نرم‌افزاری

تعریف ستون ثقلی معادل

ازآن‌جاکه در خلال تحلیل دینامیکی غیرخطی برای محاسبهٔ ضرایب اضافه‌مقاومت، نیاز است که جرم طبقات از روی سازه حذف گردد تا نیروی محوری به‌دست‌آمده از تحلیل در ستون‌ها صرفا ناشی از زلزله باشد، لذا از تکنیک ستون ثقلی معادل استفاده می‌شود. این تکنیک در مطالعات گذشته مانند ریچاردز [15]؛ مکرا و همکاران [16] سابلی و همکاران [17] به‌کار گرفته شده است.

بااستفاده از این تکنیک، جرم هر طبقه به‌صورت متمرکز برروی ستونی خارج از سیستم سازه‌ای قرار می‌گیرد و این ستون با اعضای پیوندی صلب در تراز طبقات به قاب اصلی متصل می‌گردد. در این‌صورت، ضمن این‌که اثر اینرسی جرم طبقات در تحلیل دینامیکی درنظر گرفته می‌شود، نیروی محوری خالص ناشی از زلزله برروی ستون‌های سیستم مورد بررسی نیز به‌دست می‌آید.



شکل ٦ مدل ماکروی قاب K3-2 به‌همراه ستون ثقلی معادل

در این پژوهش نیز برای محاسبهٔ نیروی محوری خالص لرزه‌ای ستون‌ها، از این روش استفاده شده است. به‌عنوان نمونه مدل قاب K3-2 به‌همراه ستون ثقلی معادل در شکل (٦) نشان داده شده است.

تعریف مدل رفتاری مصالح اعضا

برای مدل‌سازی ستون‌ها مطابق با مقاطع طراحی‌شده از مدل مصالح الاستیک (el-mat) و برای مدل‌سازی اعضای مهار زانویی و تیرها مطابق با مقاطع طراحی‌شده از مدل فولاد غیرخطی منگوتو–پینتو (stl-mp) استفاده شده است.

در تحقیقات کاربردی در حوزهٔ مهندسی زلزله به‌وفور از المان‌های سازه‌ای با پلاستیسیتهٔ گسترده، که نسبت به المان‌های سازه‌ای با پلاستیسیتهٔ متمرکز از مزایای بیشتری برخوردار هستند، استفاده می‌شود. در نرم‌افزار مورد استفاده برای نشان دادن رفتار مقاطع عرضی از رویکرد المان‌های رشته‌ای (فیبر) استفاده می‌شود. در این روش به‌طور معمول هر مقطع از ۱۵۰ فیبر تشکیل می‌شود و در مواردی که مقطع از چند نوع مصالح ساخته شود، هر یک از مصالح، منحنی تنش کرنش مربوط به خود را دارا می‌باشند. انتگرال پاسخ فیبرها در این روش، پاسخ کلی مقطع را مشخص می‌کند. در تحقیق حاضر برای توصیف رفتار غیرخطی و خمیری شدن تیرها از روش پلاستیسیتهٔ گسترده به‌کمک المان های فیبری استفاده شده است.

مدل‌سازی کمانش مهار زانویی

برای شبیه‌سازی رفتار کمانشی و تسلیم‌شدگی مهار زانویی، از مدل سازی براساس «پلاستیک‌شدگی گسترده» بااستفاده از روش المان فیبری (رشته‌ای) و مطابق با تکنیک پیشنهادی یوریز و مهین [18] استفاده شده است. صحت این مدل و توانایی آن در برآورد پاسخ لرزه‌ای سازه‌های مهاربندی‌شدهٔ فولادی در مطالعات گذشته ازجمله دانیلیو و دیگران، ۲۰۱۲ [۱۹]؛ سلمانپور و اربابی[20] و محب‌خواه و نصراله بیگی، ۲۰۱۲ [21] تأیید شده است. در این تکنیک، عضو مهار زانویی به دو المان تقسیم می‌گردد و در عین حال از یک خیز کم به‌عنوان نقص اولیه در وسط طول آن استفاده می‌شود. خیز میانی عضو زانویی در این مطالعه به میزان ۰/۵٪ طول آن درنظر گرفته شده است. بااستفاده از این روش می‌توان مقاومت کمانشی، رفتار پس‌کمانشی، مقاومت کششی، و رفتار هیسترزیس مهارهای زانویی با مقطع فشرده را در یک مدل‌سازی بزرگ‌مقیاس (ماکرو) شبیه‌سازی نمود [18].

انتخاب و مقیاس شتاب‌نگاشت‌ها

به‌منظور انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی، نیاز به استفاده از شتاب‌نگاشت‌هایی است که علاوه بر برقرار بودن شرایط ساختگاهی، تطبیق مناسبی با طیف طرح آیین‌نامه داشته باشند. براساس ضوابط آیین‌نامه‌ها، در انتخاب رکوردهای زلزله براساس پارامترهای زلزله، سه پارامتر اصلی شامل بزرگا، فاصله تا گسل و خاک منطقه باید ملاک انتخاب قرار گیرند؛ زیرا بسیاری از خواص مهم زلزله مانند محتوای فرکانسی، دامنه، شکل طیفی و مدت زمان زلزله به این سه پارامتر وابسته است.

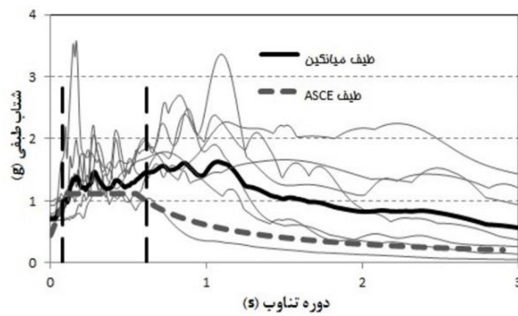
به‌منظور انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی هفت رکورد زلزله که از رخدادهای کالیفرنیا طبق جدول (۱)

انتخاب شده‌اند، مورد استفاده قرار می‌گیرد. این رکوردها براساس روش مقیاس کردن آیین‌نامهٔASCE-7، طوری مقیاس شده‌اند که میانگین طیف‌های شتاب با میرایی ۵٪ از طیف طراحی منطقهٔ کالیفرنیا مطابق با ASCE-7 در بازهٔ ۰/۲T تا ۱/۵T کمتر نباشد. پارامتر T زمان تناوب طبیعی مود اصلی سازه است که بااستفاده از روابط تجربی آیین‌نامه محاسبه شده و برای هر کدام از سازه‌های ۳ ، ٦ و ۱۰ طبقه به‌ترتیب مقادیری برابر با ۰/٤۲ ، ۰/٦۹ و ۱/۰۲ ثانیه به‌دست آمده است.

هفت شتاب‌نگاشت انتخابی و ضرایب مقیاس هریک برای قاب‌های مورد مطالعه در جدول (۱) ارائه‌شده است. به‌عنوان نمونه، طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌ها و طیف میانگین مقیاس‌شدهٔ آنها همراه با طیف هدف آیین‌نامه برای قاب سه‌طبقه در شکل(۷) نشان داده شده است. همچنین، شایان ذکر است که برای تعریف استهلاک در تحلیل دینامیکی سازه‌های مورد بررسی، از میرایی رایلی با ضریب استهلاک ۵ درصد استفاده شده است.

جدول ۱ شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌های مورد بررسی و ضرایب مقیاس

عنوان رکورد	PGA (g)	ضریب مقیاس		
		۳طبقه	٦طبقه	۱۰طبقه
Lomaprieta-bran	۰/٤٥	۱/٤۲	۰/۹۸	۰/۷۹
Lomaprieta-hall	۰/۲	۳	۲/۹	۲/۱
Lomaprieta-gillroy4	۰/۲۱	۲/۹	۲/۳۳	۱/۸۷
Northridge-hollywood	۰/۲٥	۳	۲/۱٦	۲/۱۳
Northridge-sunvalley	۰/٤٥	۲/۱	۱/٦٦	۱/۷۲
Northridge-new hall	۰/٥٦	۱/۳٦	۱/٦۳	۲/۱٥
Northridge-la dam	۰/٥	۱/۹٥	۱/٥۸	۱/۳٤



شکل ۷ طیف طراحی ASCE و طیف‌های مقیاس‌شده برای قاب سه‌طبقه همراه با طیف میانگین

نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی

در این بخش ضمن ارائهٔ نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی، پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه استخراج می‌گردد.

ضریب اضافه‌مقاومت

براساس نتایج تحلیل دینامیکی برای هر مدل، ضرایب اضافه‌مقاومت کلی و ضرایب اضافه‌مقاومت ستون‌های کناری برای همهٔ قاب‌ها محاسبه شده است. میانگین برش پایهٔ ماکزیمم حاصل از اعمال رکوردهای زلزله به‌عنوان برش پایهٔ ناشی از تحلیل دینامیکی درنظر گرفته‌شده و با برش پایهٔ حاصل از تحلیل استاتیکی معادل مقایسه شده و نسبت این دو نیرو به‌عنوان ضریب اضافه‌مقاومت کلی قاب‌ها محاسبه شده است.

مقادیر ضرایب اضافه‌مقاومت‌های کلی قاب‌های مورد بررسی در جدول (۲) ارائه شده است. باتوجه به آیین‌نامهٔ AISC341-10 [۱۱]، اضافه‌مقاومت طراحی قاب خمشی فولادی معمولی عدد ۳ است، اما بااستفاده از نتایج تحلیل دینامیکی، برای قاب‌های با مهار زانویی، ضرایب اضافه‌مقاومت کمتری نسبت به قاب خمشی پایه به‌دست آمده است. در مورد قاب‌های سه‌طبقه، ضریب اضافه‌مقاومت به‌طور میانگین برابر با ۲/۵۸ به‌دست آمده است که مقدار آن با افزایش تعداد دهانه‌ها، کاهش می‌یابد. در مورد قاب‌های شش‌طبقه، ضریب اضافه‌مقاومت میانگین ۲/٦۲ به‌دست آمده است و این مقدار نیز با افزایش تعداد دهانه‌ها کاهش یافته است.

قاب‌های ده‌طبقه، اضافه‌مقاومت میانگین ۲/۰۱ را از خود نشان داده‌اند ولی با افزایش تعداد دهانه‌ها، مقدار آن تقریبا ثابت مانده است. نکتهٔ دیگری که باید در جدول (۲) به آن اشاره نمود، کاهش مقدار ضریب اضافه‌مقاومت قاب ها با افزایش ارتفاع است. این کاهش را می‌توان ناشی از (۱) متفاوت بودن نیروهای حاکم بر طرح قاب‌های کوتاه و بلند و (۲) اثر مودهای بالا دانست. بدین ترتیب که در قاب‌های کوتاه‌مرتبه، سهم بارگذاری ثقلی در طراحی اعضای سازه‌ای بیشتر از بارگذاری جانبی است و لذا به‌دلیل حاکم بودن این نوع بارگذاری، مقاومت مورد نیاز اعضای سازه‌ای آنها و درنتیجه ضریب اضافه‌مقاومت قاب نسبت به حالتی که قاب صرفا تحت بارگذاری جانبی قرار دارد به‌طور مضاعف افزایش می‌یابد. این در حالی است که اضافه‌مقاومت سازه طبق تعریف برابر است با نسبت ظرفیت باربری جانبی سازه به بار جانبی طراحی سازه بدون درنظر گرفتن اثر بارگذاری ثقلی. اما برعکس، در طراحی قاب‌های بلندمرتبه، سهم بارگذاری جانبی خیلی بیشتر از بارگذاری ثقلی است و لذا به‌دلیل حاکم بودن این نوع بارگذاری، طراحی اعضای سازه خیلی دست بالا نیست و درنتیجه ضریب اضافه‌مقاومت قاب که براساس بارگذاری جانبی تعریف شده است به‌سمت عدد کوچک‌تر ۲ میل می‌کند.

درخصوص عامل دوم در کاهش ضریب اضافه مقاومت قاب‌های مرتفع می‌توان به این واقعیت اشاره نمود که در قاب‌های بلندمرتبه به‌دلیل فعال شدن اثر مودهای بالا و تغییر توزیع نیروهای جانبی زلزله در ارتفاع قاب –از توزیع خطی نظیر مود اول ارتعاشی سازه (توزیع مثلثی وارونه) به توزیع غیرخطی– احتمال تشکیل و فعال شدن تمام مفاصل خمیری بالقوهٔ قاب (فیوزهای سازه‌ای) در کل ارتفاع پایین است. به سخن دیگر، در اثر مشارکت مودهای بالاتر ممکن است تا پایان بارگذاری زلزله، مفاصل خمیری صرفا در نواحی میانی و تحتانی قاب تشکیل شوند و طبقات بالا در حوزهٔ ارتجاعی باقی بمانند. عدم تشکیل مفاصل خمیری در بخش‌های فوقانی قاب به این مفهوم است که هنوز سازه به ظرفیت باربری نهایی خود نرسیده و مکانیزم خرابی تشکیل نشده است (ضریب اضافه‌مقاومت کوچک‌تر). این درحالی است که در قاب‌های کوتاه‌مرتبه به‌دلیل حاکم بودن مود اول ارتعاشی و توزیع بار جانبی طبق الگوی مثلثی، تقریبا تمامی مفاصل خمیری تشکیل می‌شود و سازه به حداکثر ظرفیت باربری خود می‌رسد (ضریب اضافه‌مقاومت بزرگ‌تر).

علاوه بر ضرایب اضافه‌مقاومت کلی قاب‌های مورد بررسی، مقدار میانگین نیروی محوری حاصل از هفت رکورد زلزله به‌عنوان نیاز محوری نهایی ستون‌ها (P_u) محاسبه گردیده و با نیاز محوری الاستیک (P_e) حاصل از تحلیل استاتیکی معادل مقایسه شده است. نسبت این دو نیرو یعنی P_u/P_e به‌عنوان ضریب اضافه‌مقاومت ستون‌ها درنظر گرفته می شود [15]. در حقیقت هدف از محاسبهٔ این ضریب، برآورد ضریب زلزلهٔ تشدید یافته در طراحی لرزه‌ای ستون‌های قاب‌هاست. طبق آیین‌نامهٔ AISC341-10 [11]، اعضای مجاور المان‌های شکل‌پذیر (تیرها و مهاربندها) یا همان ستون‌ها را باید برای مضربی (ضریب اضافه‌مقاومت) از نیروی محوری الاستیک آنها طراحی نمود تا همچنان در حین اعمال ارتعاش‌های زلزله به‌صورت ارتجاعی رفتار کنند و مفاصل پلاستیک صرفا در نقاط ازپیش تعیین شده که همان نواحی حفاظت‌شده هستند تشکیل گردد. به سخن دیگر، با این تکنیک محل تشکیل مفاصل پلاستیک به‌گونه‌ای تعیین می‌گردد که در کل موجب شکل‌پذیری کل سازه شود و ستون‌ها که وظیفهٔ تحمل بار ثقلی را دارند تخریب نگردند. بنابراین، ضریب نیاز محوری محاسبه‌شده برای ستون‌ها در این بخش را می‌توان به‌طور مستقیم با ضریب زلزلهٔ تشدیدیافتهٔ پیشنهادی در آیین‌نامه برای قاب‌های خمشی (عدد ۳) مقایسه نمود. ازآنجاکه در قاب‌های خمشی، ستون‌های میانی نسبت به ستون‌های کناری سهم ناچیزی از نیروی محوری ناشی از زلزله می‌برند، به‌همین دلیل در این پژوهش تنها اضافه‌مقاومت ستون‌های کناری هر یک از مدل‌ها محاسبه شده است.

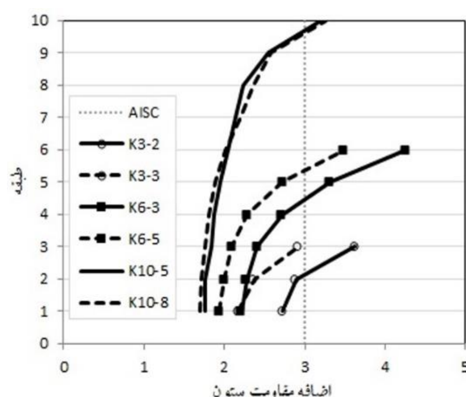
جدول ۲ اضافه‌مقاومت کلی قاب‌های مورد بررسی

مدل	برش پایهٔ طراحی (kN)	برش پایهٔ دینامیکی (kN)	اضافه‌مقاومت (Ω_0)
K3-2	۱۳٦/۸	۳۹۳/۷	۲/۸۷
K3-3	۲۰٤/۲	٤٦٦/۷	۲/۲۸
K6-3	۲٤۳	٦۸۳/۲	۲/۸۱
K6-5	٤۰۳/٥	۱۰۰۱/۸	۲/٤۸
K10-5	٦۸۱	۱۳٥۸/٥	۲/۰۳
K10-8	۱۰۹۰	۲۱۸۳/٥	۲

در شکل (۸)، نحوهٔ تغییرات مقادیر اضافه‌مقاومت ستون‌ها در ارتفاع نشان داده شده است. برای مدل‌های سه‌طبقه مقدار میانگین اضافه‌مقاومت ستون‌ها برابر با ۲/۷۸ به‌دست آمده است. همچنین ملاحظه می‌گردد که روند تغییرات اضافه‌مقاومت ستون‌ها در راستای ارتفاع قاب‌ها، یک روند افزایشی است؛ بدین صورت که مثلا برای قاب K3-2 در طبقهٔ اول این مقدار کمتر از ۳ و در طبقهٔ سوم به بیش از ۳/٥ رسیده است. در مورد مدل‌های شش‌طبقه مقدار میانگین اضافه‌مقاومت برابر عدد ۲/٦ به‌دست آمده است. همچنین ملاحظه می‌گردد که میزان رشد مقادیر اضافه‌مقاومت ستون‌ها از طبقات پایین به بالا افزایش می‌یابد؛ به‌طوری‌که در طبقات پایین بعضا، مقدار آن کمتر از ۲ و در طبقات بالا به بیش از ٤ رسیده است.

مشابه سایر مدل‌ها، برای مدل‌های ده طبقه، اضافه‌مقاومت میانگین ۲/۱۳ به‌دست آمده است. اضافه‌مقاومت ستون‌های طبقات اول تا پنجم نیز کمتر از ۲ به‌دست آمده و از طبقهٔ ششم به بعد افزایش یافته و به بیش از ۳ رسیده است. نتیجهٔ مهم دیگری که می‌توان از این شکل گرفت این است که غالبا با افزایش تعداد دهانه‌ها (کاهش لاغری ساختمان)، مقدار نیاز لرزه‌ای ستون‌ها یا همان ضریب اضافه‌مقاومت آنها کاهش می‌یابد.

مقدار اضافه‌مقاومت پیشنهادی آیین‌نامهٔ AISC341-10 [11] برای قاب‌های خمشی برابر عدد ۳ است که در شکل (۸) نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود نیاز نیروی محوری لرزه‌ای ستون‌ها در بعضی از طبقات (طبقات فوقانی) بیش از مقدار نیاز محوری پیشنهادی آیین‌نامه است و درصورت استفاده از این ضریب پیشنهادی، طراحی ستون‌های این طبقات غیرایمن خواهد بود. البته باید توجه داشت که به‌دلیل ملاحظات اجرایی، در طراحی ستون‌ها غالبا از تیپ‌بندی اعضا استفاده می‌شود و برای طبقات آخر بدون تغییر مقطع، یک مقطع یکسان با نسبت نیرو به ظرفیت کم به‌کار برده می‌شود؛ لذا افزایش نیاز محوری در این طبقات مشکلی به‌وجود نمی‌آورد. از طرفی در شکل (۸) مشاهده می‌گردد که نیاز نیروی محوری برخی از ستون‌ها کمتر از مقدار پیشنهادی آیین‌نامه محاسبه شده است و درواقع طراحی آنها محافظه‌کارانه است.

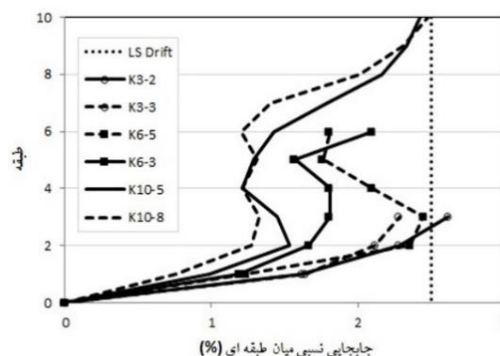


شکل ۸ تغییرات مقادیر اضافه‌مقاومت ستون‌ها در ارتفاع قاب‌ها

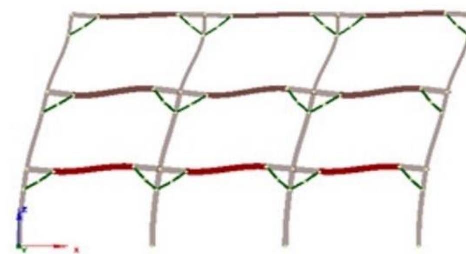
جابه‌جایی نسبی طبقات

طبق ضوابط آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای، تغییرمکان نسبی واقعی (غیرالاستیک) سازه‌ها نباید از مقدار مجاز خود باتوجه به سطح عملکرد مورد انتظار بیشتر باشد. به‌عنوان مثال، مقدار مجاز تغییرمکان نسبی برای سطح عملکرد ایمنی جانی معمولا برابر با ۲/٥ درصد درنظر گرفته می‌شود. برای بررسی این موضوع، جابه‌جایی نسبی میان‌طبقه‌ای مدل‌های مورد مطالعه در این پژوهش بااستفاده از نتایج تحلیل تاریخچه‌زمانی محاسبه شده و در شکل (۹) نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد، جابه‌جایی‌های میان‌طبقه‌ای کمتر از حد مجاز است؛ ازاین‌رو می‌توان چنین نتیجه‌گیری کرد که این سیستم از لحاظ جابه‌جایی‌ها رفتار خوبی از خود نشان داده است و در هیچ‌کدام از مدل‌ها

(به‌جز طبقهٔ بام قاب K3-2 که قابل اغماض می‌باشد) طبقهٔ نرم ایجاد نشده و دریفت‌ها کنترل‌شده هستند. هندسهٔ تغییریافتهٔ قاب سه‌طبقهٔ خمشی با مهار زانویی در پایان تحلیل، در شکل ۱۰ نشان داده شده است.



شکل ۹ جابه‌جایی نسبی میان‌طبقه‌ای قاب‌های مورد بررسی



شکل ۱۰ هندسهٔ تغییریافتهٔ قاب سه‌طبقهٔ خمشی با مهار زانویی

ضریب رفتار قاب‌های مورد مطالعه

هدف اصلی روش‌های تحلیل لرزه‌ای-غیرخطی سازه‌ها، پیش‌بینی رفتار مورد انتظار آنها هنگام وقوع زلزله می‌باشد. یکی از این روش‌ها، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یا تحلیل پوش‌اور است. حاصل تحلیل پوش‌اور، منحنی تغییرات برش پایه در مقابل جابه‌جایی بام است که اصطلاحا منحنی ظرفیت یا منحنی پوش سازه نامیده می‌شود.

در این بخش به‌منظور بررسی پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های مورد بررسی از تحلیل پوش‌اور ساده با الگوی بار جانبی مثلثی به‌وسیلهٔ نرم‌افزار Seismostruct [14] استفاده شده است. از مهم‌ترین پارامترهایی که می‌توان به‌کمک تحلیل پوش‌اور استخراج کرد می‌توان به سختی الاستیک، سختی ثانویه، مقاومت (ظرفیت)، شکل‌پذیری، اضافه‌مقاومت و ضریب رفتار سازه اشاره نمود. در این پژوهش برای محاسبهٔ ضریب شکل‌پذیری با رجوع به روش اتخاذ شده در مراجع [23-24]، حداکثر تغییر مکان نسبی نظیر سطح عملکرد ایمنی جانی برای قاب خمشی مطابق با آیین‌نامهٔ FEMA356 [25] برابر با ۲/۵ درصد درنظر گرفته شده است.

در طرح لرزه‌ای سازه‌ها برمبنای نیرو، برش پایهٔ الاستیک بااستفاده از ضریب رفتار، به برش پایهٔ طراحی کاهش می‌یابد. ضریب رفتار برابر است با حاصل‌ضرب ضریب اضافه‌مقاومت سازه (Ω_0)، در ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری(R_μ). ضریب اضافه‌مقاومت همان‌طورکه در شکل ۱۱ نشان داده شده است عبارتست از نسبت ظرفیت باربری جانبی سیستم (V_y) به برش پایهٔ طراحی (V_d). ضریب R_μ هم به شکل‌پذیری تغییرمکانی سازه وابسته می‌باشد. روش‌های مختلفی برای محاسبه این ضریب در ادبیات فنی توسط محققان پیشنهاد شده است. در این پژوهش از روش ارائه‌شده توسط میراندا و برترو [27] به‌دلیل درنظر گرفتن پارامترهای مختلف ازجمله نوع خاک ساختگاه، استفاده شده است. در این روش، ضریب R_μ از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

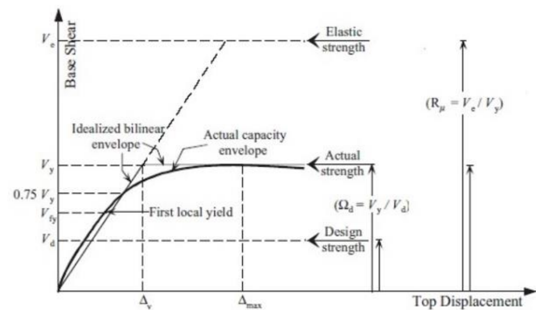
$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \qquad (٦)$$

در رابطهٔ فوق ϕ پارامتری است که برای ساختگاه مورد نظر در این تحقیق (رسوبی)، طبق رابطهٔ زیر محاسبه می‌گردد:

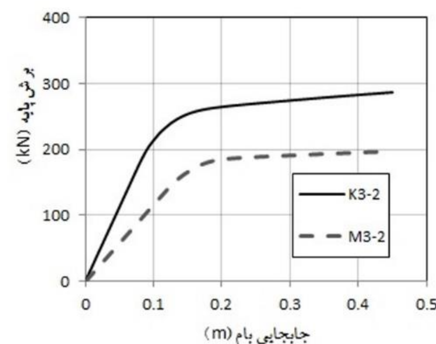
$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T}\exp\left[-2\left(\ln T - 0.2\right)^2\right] \qquad (٧)$$

در رابطهٔ فوق، T دورهٔ تناوب اصلی سازه است.

پس از تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل‌ها و دوخطی کردن منحنی‌های ظرفیت حاصل، پارامترهایی همچون ضریب شکل‌پذیری، ضریب اضافه‌مقاومت، سختی الاستیک و مقاومت نهایی قابل محاسبه می‌باشند. به‌عنوان نمونه، منحنی ظرفیت قاب‌های M3-2 و K3-2 در شکل (۱۲) نمایش داده شده است.



شکل ۱۱ منحنی ظرفیت و تعریف ضرایب اضافه‌مقاومت و کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری [26]



شکل ۱۲ منحنی ظرفیت قاب‌های M3-2 و K3-2

همان‌طورکه ملاحظه می‌گردد با به‌کارگیری المان‌های زانویی، سختی و ظرفیت باربری جانبی قاب خمشی پایه افزایش یافته است. پارامترهای لرزه‌ای محاسبه‌شده برمبنای نتایج تحلیل غیرخطی استاتیکی قاب‌های خمشی با مهار زانویی در جدول (۳) ارائه شده است.

طبق جدول (۳) ملاحظه می‌گردد که قاب‌های خمشی پایه که براساس ضریب رفتار نهایی R_u= 3.5 طراحی شده‌اند دارای ضریب رفتار متوسط ۳/۱ هستند. اما در مورد قاب های با مهار زانویی علی‌رغم کاهش ضریب R_μ در برخی از مدل ها، به‌دلیل افزایش ضریب اضافه‌مقاومت در اثر به‌کارگیری عضوهای زانویی کمانش‌پذیر، قاب‌های مورد مطالعه ضریب رفتارهای نهایی بالاتری (با متوسط ٤/٧) از خود نشان داده‌اند. با مقایسهٔ مقدار متوسط ضریب رفتار قاب‌های خمشی با مهار زانویی مورد بررسی با ضریب رفتار قاب‌های خمشی متوسط که طبق آیین‌نامهٔ ASCE-7 برابر با ٤/٥ پیشنهاد شده است، مشاهده می‌شود که با اضافه کردن المان‌های زانویی به قاب خمشی پایه و افزایش درجهٔ نامعینی آن، رفتار قاب ترکیبی حاصل بهبود می‌یابد و از لحاظ استهلاک انرژی با قاب خمشی متوسط برابری می‌کند؛ ضمن این‌که جابه‌جایی‌های نسبی میان‌طبقه‌ای نیز کنترل‌شده و در حد مجاز آیین‌نامه می‌باشند.

جدول ۳ ضرایب اضافه‌مقاومت نهایی قاب‌های مورد بررسی

مدل	R_μ	Ω_o	ضریب رفتار (R_u)
M3-2	۲/٤	۱/٤۲	۳/٤
K3-2	۲/۱٥	۱/۹٦	٤/۲۳
M3-3	۲/۳۲	۱/۲۹	۳/۰
K3-3	۲/۲	۱/۸۲	٤/۰۲
M6-3	۲/۸	۱/٦۱	٤/٤٦
K6-3	۲/۱۳	۲/۳٤	٥/۰
M6-5	۱/٦٦	۱/٤۹	۲/٤۸
K6-5	۲/۰۷	۲/۱٥	٤/٤۷
M10-5	۲/۱۱	۱/۲۱	۲/٥٦
K10-5	۲/٥٥	۲/۱۳	٥/٤٥
M10-8	۲/۱۱	۱/۳۰	۲/۷٤
K10-8	۲/٥٥	۲/۰٤	٥/۲۲

در بخش «ضریب اضافه‌مقاومت» باتوجه به جدول (۲) ملاحظه گردید که با افزایش ارتفاع، مقدار ضریب اضافه‌مقاومت قاب‌های با مهار زانویی کاهش می‌یابد. اما در این بخش با مراجعه به جدول (۳) مشاهده می‌گردد که این روند به همان ترتیب و شدت اتفاق نیفتاده است. علت این امر را می‌توان در فرضیات روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ساده جستجو نمود. یکی از فرضیات اساسی در این روش، حاکم بودن الگوی بار جانبی متناسب با مود اول ارتعاشی در طول تحلیل است. این در حالی است که الگوی بار جانبی واقعی اعمالی بر سازه در طول تحلیل به‌دلیل ورود اعضای

سازه به حوزهٔ غیرخطی و همچنین فعال شدن مودهای بالاتر در سازه‌های مرتفع می‌تواند متفاوت از الگوی خطی نظیر مود اول باشد. بنابراین، به‌نظر می‌رسد در تحلیل استاتیکی غیرخطی به‌دلیل تحمیل نمودن الگوی بار جانبی خطی ثابت و مقید نمودن رفتار جانبی سازه، تقریبا اکثر مفاصل خمیری موجود در قاب تشکیل شده است و لذا تفاوت چشم‌گیری در ضرایب اضافه‌مقاومت حاصل از تحلیل استاتیکی قاب های کوتاه‌مرتبه و بلندمرتبه دیده نمی‌شود.

یکی دیگر از پارامترهایی که بااستفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی به‌دست می‌آید سختی و مقاومت الاستیک قاب‌ها است که می‌تواند معیاری برای ارزیابی مدل‌های مورد بررسی باشد. مقادیر سختی الاستیک و مقاومت نهایی قاب‌های خمشی پایه و قاب‌های با مهار زانویی در جدول ٤ محاسبه و ارائه شده است.

جدول ٤ مقایسهٔ سختی و مقاومت مدل‌های قاب خمشی و قاب خمشی با مهار زانویی

مدل	قاب خمشی پایه		قاب خمشی با مهار زانویی		افزایش سختی و مقاومت (٪)	
	سختی kN/m	مقاومت kN	سختی kN/m	مقاومت kN	سختی kN/m	مقاومت kN
3-2	۱۱٦۸	۱۸۲	۲۲۵۱	۲۵۱	۹۲/۷	۳۷/۹
3-3	۱۵۵۷	۲۵۱	۳۰۳٤	۳٤۹	۹٤/۸	۳۹
6-3	۱۲٤٤	۳٦۱	۲٤۰۱	۵۳٦	۹۳	٤۸/٤
6-5	۱۹۰۷	۵۷۱	۳۷۰۸	۸٤۷	۹٤/٤	٤۸/۳
10-5	۱۹۹۷	۸۵۲	۳۷۹٤	۱۳٦۰	۸۹/۹	۵۹/٦
10-8	۳۱۳٤	۱۳٦۱	۵۹۸۲	۲۱۱۰	۹۰	۵۵

همان‌طور که ملاحظه می‌گردد، با اضافه کردن اعضای مهار زانویی به قاب خمشی پایه، میانگین سختی مدل‌ها بیش از ۹۰٪ و میانگین مقاومت بیش از ۵۰٪ افزایش یافته است.

نتیجه‌گیری

در این مقاله، رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی با مهار زانویی سه، شش و ده طبقه بااستفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌زمانی و تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفت. در محدودهٔ اعتبارفرض‌های درنظر گرفته‌شده در این پژوهش، نتایج به‌دست‌آمده نشان می‌دهد که:

۱. ضریب اضافه‌مقاومت کلی قاب‌های خمشی با مهار زانویی بین ۲ الی ۳ متغیر می‌باشد و با افزایش تعداد طبقات و دهانه‌ها کاهش می‌یابد؛ به‌طوری‌که این ضریب برای قاب‌های ۱۰ طبقه تقریبا برابر با ۲ به‌دست آمد.

۲. به‌دلیل فرض حاکم بودن الگوی بار جانبی خطی در تحلیل استاتیکی غیرخطی، مقادیر و روند تغییرات ضریب اضافه‌مقاومت حاصل از این تحلیل در ارتفاع برای قاب‌های با مهار زانویی متفاوت از مقادیر نظیر حاصل از تحلیل دینامیکی است.

۳. ضریب اضافه‌مقاومت ستون‌های طبقات در قاب خمشی با مهار زانویی با مقدار پیشنهادی آیین‌نامه برای قاب‌های خمشی (عدد ۳) متفاوت است؛ به‌طوری‌که این ضریب در همهٔ قاب‌های مورد بررسی در طبقات زیرین مقداری کمتر و در طبقات بالایی کمی بیش از مقدار آیین‌نامه محاسبه شده است. بنابراین، استفاده از ضریب اضافه‌مقاومت پیشنهادی آیین‌نامه برای ستون‌های این قبیل قاب‌ها (به‌جز طبقات آخر) محافظه‌کارانه می‌باشد.

٤. ضریب رفتار نهایی محاسبه‌شده برای قاب‌های خمشی با مهار زانویی (عدد ٤/۷) نشان می‌دهد که استفاده از این سیستم با المان‌های زانویی شکل‌پذیر، می‌تواند جایگزین مناسبی برای قاب‌های خمشی متوسط در مناطق با لرزه‌خیزی بالا باشد.

۵. به‌طور میانگین، قاب‌های با مهار زانویی نسبت به قاب‌های خمشی پایه، افزایش مقاومت و سختی به‌ترتیب در حدود ۵۰ و ۹۰ درصد از خود نشان دادند.

٦. باتوجه به افزایش قابل ملاحظه سختی در این قبیل قاب‌ها، استفاده از المان‌های زانویی می‌تواند به‌عنوان یک روش مقاوم‌سازی کارآمد در قاب‌های فولادی خمشی

برای کنترل دریفت‌ها به‌کار برده شود.

مراجع

۱. ازهری م. و میرقادری ر.، «*طراحی سازه‌های فولادی (جلد چهارم- مباحث طراحی لرزه‌ای)*»، انتشارات ارکان دانش، اصفهان (۱۳۹۰).

2. Taranath, Bungale S., "Wind and Earthquake Resistant Buildings", Marcel Dekker, New York, USA, (2004).

3. Aristizabal-Ochoa, J.D., "Disposable Knee Bracing: Improvement Seismic Design of Steel Frames", *Struct. Engng, ASCE,* Vol. 112, No. 7, pp.1544–1552, (1986).

4. Balendra, T., Yu, C.H. and Lee, F.L., "An Economical Structural System for Wind and Earthquake Loads", *Eng. Struct,* Vol. 23, Issue 5, pp. 491–501, (2001).

5. Huang Zhen, Li, Qing-song, Chen, Long-zhu, "Elastoplastic Analysis of Knee Bracing Frame", *Journal of Zhejiang Univ SCI,* 6A(8):784-789, (2005).

6. Leelataviwat, S., Suksan, B., Srechai, J. and P.S Warnitchai, P.S., "Seismic Design and Behavior of Ductile Knee-Braced Moment Frames", *Journal of structural engineering,* Vol. 137, No. 5, pp. 579-588, (2011).

7. Hsu H.L., Juang, J.L. and Chou, C.H., "Exprimental Evaluation on the Seismic Performance of Steel Knee Braced Frame Structures whit Energy Dissipation Mechanism", *steel and composite structures,* Vol. 11, No. 10, pp. 127-24, (2011).

8. Asghari A. and Gandomi A.H., "Ductility Reduction Factor and Collapse Mechanism Evaluation of a New Steel Knee Braced Frame", *Structure and Infrastructure Engineering,* Vol. 12, No. 2, 239–255 (2016).

9. ASCE-7, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", *American Society of Civil Engineers: Reston,* Virginia 20191, (2010).

10. ETABS ver. 9.4.1, "Integrated Building Design Software", *Computers and Structures*, (2005).

11. ANSI/AISC341-10, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", *AISC*, *Chicago*, *Illinois*, (2010).

12. American-Institute-of-Steel Construction, "Specification for Structural Steel Buildings", *in ANSI/AISC 360-10, Chicago,* Illinois 60601-1802, (2010).

۱۳. بازوند، ع.، «رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با مهار زانویی»، پایان‌نامهٔ کارشناسی ارشد، دانشکدهٔ مهندسی عمران و معماری، دانشگاه ملایر، (۱۳۹۲).

14. SeismoStruct, v6.5, S. Antoniou, Editor, SeismoSoft Ltd. p. "A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures", (2013).

15. Richards, P.W., "Seismic Column Demands in Ductile Braced Frames", *Journal of Structural Engineering,* Vol. 135, No. 1, pp. 33-41, (2009).

16. MacRae, G.A., Kimura, Y. and Roeder, C., "Effect of Column Stiffness on Braced Frame Seismic Behavior", *Journal of Structural Engineering,* Vol. 130, No. 3, pp. 381-391, (2004).

17. Sabelli, R., Mahin, S. and Chang, C., "Seismic Demands on Steel Braced Frame Buildings with Buckling Restrained Braces", *Engineering Structures,* Vol. 25, No.6, pp.655-666, (2003).

18. Uriz, P. and Mahin, S.A., "Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures", *PEER Report 2008/08, University of California, Berkeley: California,* (2008).

19. D'Aniello, M. and Ambrosino, G.L.M., Portioli, F. and Landolfo, R., "The Effect of Different Modelling Approach on Seismic Analysis of Steel Concentric Braced Frames", *Proceedings of the 15th WCEE,* Lisbon, Portugal, (2012).

20. Salmanpour, A.H. and Arbabi, F., "Seismic Reliability of Concentrically Braced Steel Frames", *Proceedings of the 14th World Conferance on Earthquake Engineering, WCEE, Beijing-China,* (2008).

21. Mohebkhah, A. and Nasrollah Beigy, S., "Seismic Behavior of SCBFs with Reduced Braced Span", *Proceedings of the 3rd National Conference on Earthquake & Structure, ACECR of Kerman University, Kerman, Iran,* (2012).

22. FEMA-273, "NEHRP, Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", *Federal Emergency Management Agency, Pp. Washington, D.C.*, (1997).

23. M. Mahmoudi, M. Zaree, "Evaluating Response Modification Factors of Concentrically Braced Steel Frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, Issue 10, pp. 1196-1204, (2010).

24. Kim, J. and Choi, H., "Response Modification Factors of Chevron-braced Frames", *Engineering Structures*, Vol. 22, No. 2, pp. 285–300, (2005).

25. FEMA-356, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building", *Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency,* Washington, D.C (2000).

26. Elnashai, A.S. and Di Sarno, L., "Fundamentals of Earthquake Engineering", *John Wiley, UK,* (2008).

27. Miranda, E. and Bertero, V.V., "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-resistant Design", *Earthquake Spectra*, Vol. 10, No. 2, pp. 10(2):357–79, (1994).